

桩承式路堤土拱效应及承载特性演化规律

黄泽斌¹, 谢志伟², 卢俊², 刘先林^{1,2}, 吕玺琳^{2*}

(1. 广西交通设计集团有限公司, 广西南宁 530029; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海市 200092)

摘要:桩承式路堤被广泛用于软土地区的路基沉降控制,分析路堤土拱效应是获得其承载和变形特性的关键。通过开展桩承式路堤土拱效应物理模型试验和三维弹塑性有限元数值模拟,研究桩土差异沉降条件下路堤中土拱形成过程和承载特性变化。研究表明:随着桩土差异沉降增加,路堤内应力分布不断变化,桩顶处竖向压力呈增大—减小—稳定的趋势,而桩间土处竖向压力则不断减小直至稳定。当土拱完全形成后,路堤内存在一个等沉降面,该面上方土层沉降均匀,该面下方土层表现为不均匀沉降,等沉降面与桩顶的竖向距离约为桩间距与桩宽之差的2倍。

关键词:桩承路堤;土拱效应;差异沉降;模型试验;数值模拟

中图分类号: U416.1+2

文献标志码: A

随着中国交通基础设施快速发展,高速公路建设量近年来激增。桩承式路堤在软土地区路基变形控制中得到广泛应用^[1-3]。桩承路堤主要由刚性桩及桩间土构成,由于桩间土与桩体刚度存在明显差异,在上部荷载作用下路堤内会出现明显沉降差。这种沉降差导致路堤内部应力重分配,桩间土承担荷载减小,桩体结构承担荷载增大。该变化同样导致荷载在桩间土和桩之间以某一比例分担,此类现象被称为土拱效应^[4-6]。如何确定土拱效应是开展桩承式路堤变形承载特性分析及工程设计的关键^[7-8]。土拱效应发挥程度不足,桩承结构所承担的荷载过小,整个桩承路堤的承载作用未能充分发挥,导致路基结构设计不够经济。土拱效应发挥程度过高,桩体结构所承担的荷载过大,导致路基沉降增加,影响道路结构的变形控制效果及稳定性。

Terzaghi 率先通过开展活动门试验证实了土拱效应的存在^[9],之后众多学者通过模型试验、数值模拟及理论分析对土拱效应进行了研究,取得了较显著的成果;Russell 等^[10]基于模型试验结果提出了“金字塔”形或锥形分布的土拱效应,并初步分析了其荷载分布规律;陈云敏等^[11]针对各类土拱模型计算理论进行了改进;曹卫平等^[12]通过试验研究了桩承路堤中的土拱效应,并分析了桩土相对位移、路堤高度及水平加筋体等因素对桩土应力比及路堤沉降的影响规律。

为进一步阐明桩承路堤形成机制,该文通过开展桩承路堤三维土拱效应物理模型试验,研究桩顶和桩间土应力分布变化情况及桩土应力比的变化规律。通过弹塑性有限元数值模拟,分析桩土差异沉降条件下路堤中应力和变形分布的变化规律,获得桩承式路堤中土拱形成演化过程,以确定土拱的最终模式。

1 桩承路堤土拱效应物理模型试验

1.1 物理模型试验装置

物理模型试验装置包括箱体系统、动力沉降系统和信号采集系统等。为便于观测土拱形成过程,模型箱四周均采用透明有机玻璃制作,并辅以框架避免试验过程中发生变形,模型试验箱示意图如图1所示。按典型路堤尺寸,采用1:2.5相似比制作物理模型,模拟高2.5 m、桩间距1.8 m的方形布桩形式的路堤。因此,模拟桩高度为100 cm,桩间距为72 cm,桩宽为36 cm。模型试验装置由边长为102 cm的方形钢底构成,底座4个角点和中间位置设置钢板模拟桩顶,所有桩顶均采用焊接方式固定。4块三角桩顶与中间桩顶分别通过可活动的伸缩板相连,连接处可在0°~180°范围内自由转动。伸缩板下装有一个电机控制的升降杆,可在一定范围内匀速升降。伸缩板和三角钢板间的空隙由填土充满,从而模拟桩承路堤中的桩间土。

收稿日期:2022-06-13(修改稿)

基金项目:广西重点研发计划项目(编号:2021AB22170)

作者简介:黄泽斌,男,大学本科,高级工程师。E-mail:13607811318@163.com

*通信作者:吕玺琳,男,博士,教授,博士生导师。E-mail: xilinxu@tongji.edu.cn

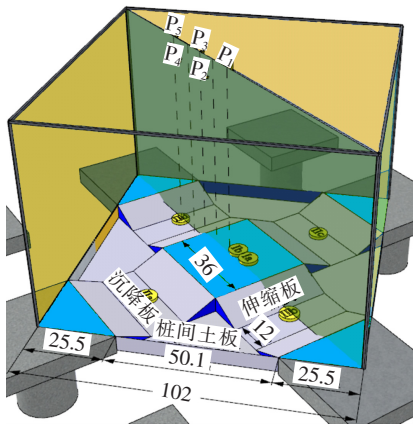


图 1 桩承式路堤土拱效应模型试验示意图(单位:cm)

1.2 试验设计及试验材料

在路堤高度为 100 cm 条件下,对应原型路堤高度 2.5 m,开展模型试验研究桩土差异沉降对桩土应力比及土拱效应发挥程度的影响。试验中填料选用洁净干砂,并通过干密度试验、颗粒分析等对砂土基本特性进行分析,得到砂土物理力学参数如表 1 所示。路堤填料一般为漂石土、卵石土、砾石土、中砂和粗砂等,其基本性质较为稳定^[13]。由于填土一般不采用细粒土,因为其黏聚力通常较低,因此,采用砂土开展物理模型试验,能反映真实路堤填料在土拱效应形成过程中的主要特性。

表 1 砂土物理力学参数

不均 匀系 数	曲率 系数	最小干 密度/ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	最大干 密度/ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	相对 密度	最小 孔隙 比	最大 孔隙 比
2.87	1.22	1.385	1.675	2.65	0.582	0.913

1.3 传感器布置

试验数据监测采集主要由土压力薄膜传感器及数据采集系统完成。土压力薄膜传感器主要布置在桩顶和桩间土顶部,用来监测桩土位置处的土压力变化,如图 2 所示。数据采集系统直接连接薄膜传感器,并在计算机自动控制下可持续采集试验数据。从图 2 可看出:1a、1b、2a、2b 处可测得试验过程中桩顶竖向应力的变化,3a、3b、3c、3d 处可测得桩间土表面位置的竖向应力,通过将桩顶土压力与桩间土压力相比便可得到桩土应力比。为尽量提高测量精度,试验中桩顶使用的传感器量程为 7.7 N,能承受的最大应力为 108 kPa;桩间土顶部使用的传感器量程为 4.4 N,能承受的最大应力为 62 kPa。为防止试验过程中传感器损

坏,所有传感器均连线理顺,穿入保护导管内,沿模型箱角部牵引至模型箱外。

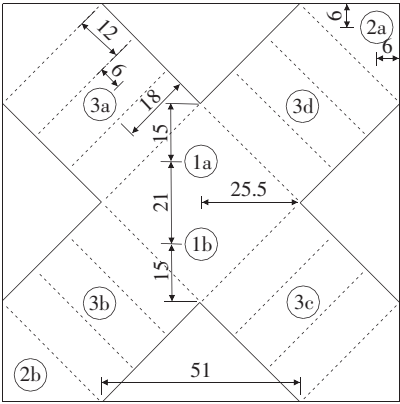


图 2 试验装置平面尺寸及传感器布置图(单位:cm)

1.4 试验方法与过程

试验开始前,将底部各活动钢板调至水平以保证模型箱底部不漏砂。路堤模型通过砂土分层填筑压实,进而模拟现场分层压实工艺^[14]。砂土每填筑 5 cm 进行整平压实,直至设计高度。在路堤填筑前后,分别测试监测元件是否正常,随后控制电机使伸缩板缓慢下降,以模拟桩承路堤在荷载作用下桩土差异沉降的产生过程。试验过程中控制电机以 0.04 mm/s 的速率下降,最大下降高度为 40 mm。当进行土拱效应试验时,控制所有伸缩钢板(3a、3b、3c、3d 传感器所在位置钢板)和三角钢板同步下降。当电机下降至最大高度后,关闭电机,停止下降,试验结束。

试验过程中,通过数据采集系统实时获得各薄膜压力传感器测得的土压力,以及桩顶位置、桩间土表面位置处所受的竖向应力,进而计算出桩土应力比。

2 试验结果及分析

通过开展土拱试验,得到桩土差异沉降发展过程中桩顶土压力、桩间土压力及桩土应力比的变化情况如图 3 所示。

从图 3 可看出:100 cm 路堤高度下,桩顶和桩间土的初始土压力均为 15.63 kPa,随着桩土差异沉降不断发展,桩顶土压力开始不断增大,而桩间土压力则持续减小。当差异沉降达到 18 mm 时,桩顶土压力达到峰值 55.75 kPa,而此时桩间土压力为 5.53 kPa。随着试验的进行,桩顶土压力开始缓慢回落并最终稳定在 46.10 kPa,桩间土压力则稳定在 5.61 kPa。桩土应力比随着差异沉降的发展持续增大,在沉降差为 16 mm

时达到峰值 10.33,之后缓慢回落并基本稳定在 8.20。

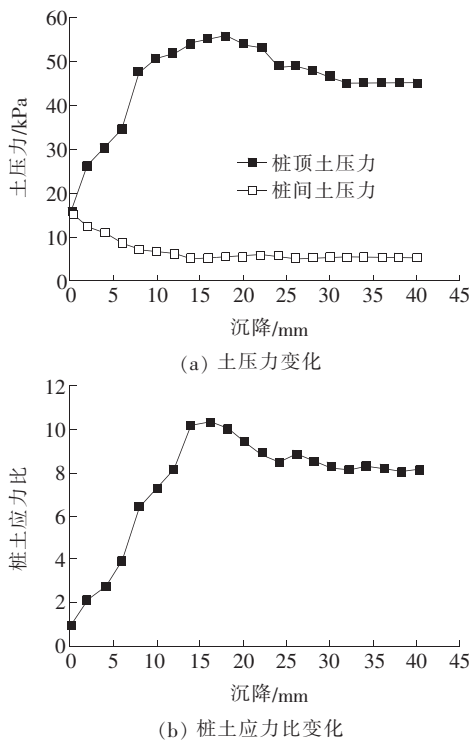


图3 路堤土拱效应试验结果对比

试验结果表明:随着桩土差异沉降发展,填筑的砂土受剪切作用后总体积增大,即发生了剪胀现象。砂土中剪应变随差异沉降不断增大,而剪应力则先增大后减小,最后达到残余强度。经分析得出,路堤中不同区域间的切向力与土体剪应力变化规律相同,桩间土所承受的荷载向中心桩顶转移部分也呈现为先增大后减小的趋势,在试验结果中体现为桩顶土压力随差异沉降先增大后减小、桩间土压力持续减小并最终趋于稳定的趋势。

3 桩承路堤土拱效应有限元模拟

3.1 模型建立及参数选取

受限于试验条件,物理模型试验仅可获得路堤侧部的变形过程,无法监测桩顶、土顶应力沿深度的分布及变化情况,而这部分正是开展土拱效应分析的关键因素。因此,需进一步采用三维弹塑性有限元数值模拟,研究桩承路堤内应力分布变化规律,以揭示土拱形成过程。数值模拟时,生成分析模型的尺寸与物理模型试验保持一致。路堤填土采用三维八节点单元(C3D8),桩帽板、桩间土板采用三维六节点单元(C3D6),生成的网格和边界条件如图4所示。模型四周用约束来限制水平方向的位移,上边界为位移自由边

界,下部桩体设固定约束。在路堤底部局部位置施加朝下的竖向位移,从而模拟桩与地基之间的差异沉降。根据砂土密度,参照已有的试验数据根据密度选择力学参数^[15-16],采用的材料参数如表2所示。为获得路堤土体重度,根据试验中竖向土压力的初始值进行反演。

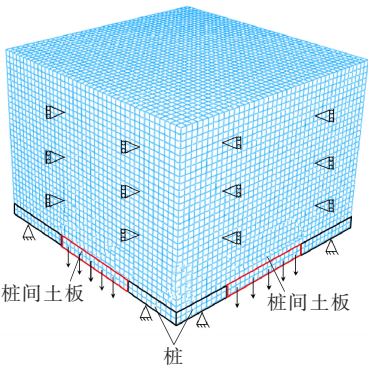


图4 有限元模拟网格及边界条件

表2 土体物理力学参数

材料	密度/ (g · cm ⁻³)	杨氏模 量/MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)
砂	1.468	1.6	0.30	0.4	30
钢板	20.000	600.0	0.15		

3.2 模型试验对比验证

通过数值模拟和模型试验对比分析,得到桩顶中心处和桩间土中心处的压力对比图,如图5所示。

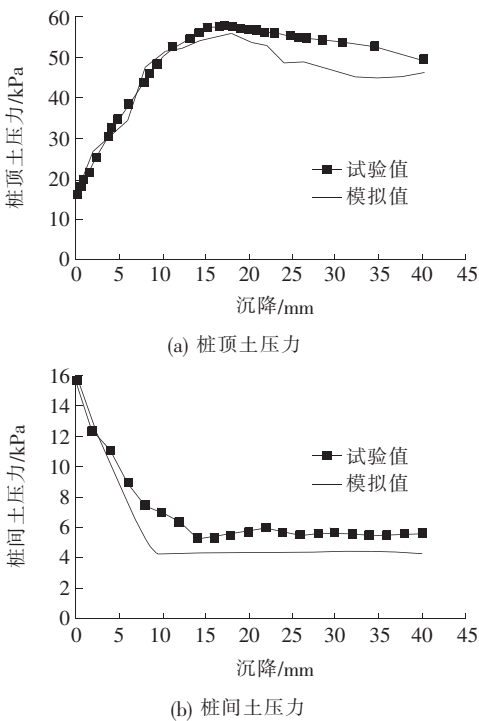


图5 土拱效应数值模拟与模型试验结果对比
(路堤高度 100 cm)

从图 5 可看出:数值模拟的计算结果总体上与模型试验结果接近。其中,数值模拟得出的桩顶土压力在前期发展过程中与模型试验结果几乎一致。但是在桩顶土压力达到峰值及后期的衰减过程中,数值计算结果一直略小于模型试验结果,究其原因可能是模拟生成的土体单元为均质材料,其在差异沉降作用下较好地呈现土拱效应及应力传递过程。从图 5(b)可看出,数值模拟得到的桩间土压力随桩土差异沉降的发展逐步减小,在达到最小值后几乎保持不变,这与试验结果规律基本一致,但模拟值均略小于试验值。

4 数值模拟结果分析

4.1 桩间土竖向变形

从模拟结果可看出,桩间土体变形分布随桩土差异沉降不断演化。当沉降达到 40 mm 时,桩间土的沉降分布如图 6 所示。

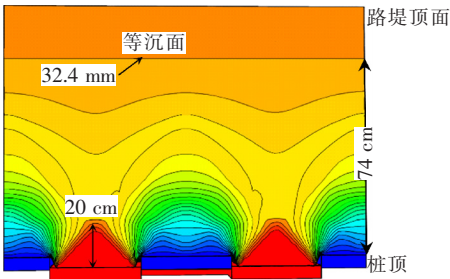


图 6 路堤竖向变形图(差异沉降为 40 mm)

从图 6 可看出:桩间形成了两个高度小于 20 cm 的三角形土拱,与模型试验中通过 X 射线观测得到的三角形土拱符合^[17]。

为进一步分析不同深度处路堤的沉降情况,在桩顶中心处及桩间土中心处之间等间距设置了 5 个竖直方向的监测分布线($P_1P'_1 \sim P_5P'_5$,如图 1 所示)。模拟得到沿 $P_1P'_1$ 和 $P_5P'_5$ 的沉降分布情况如图 7 所示。

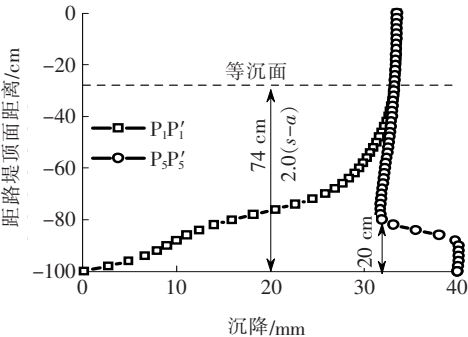


图 7 路堤沉降情况

从图 6、7 可以看出:当差异沉降为 40 mm 时,路堤表面产生了约 30 mm 的沉降。并且在距离桩顶 74 cm[约 $2(s-a)$, s 为桩间距, a 为桩宽]的位置存在一个等沉降面。沿着 $P_5P'_5$ 线的沉降存在一个拐点,拐点位置距离桩顶平面的竖向距离约为 20 cm,这与图 6 所示的三角拱高度基本相同。因此可以得出,由于等沉降面的存在,即使桩土间存在差异沉降,路堤表面沉降仍保持均匀。

4.2 竖向应力分布

在桩承式路堤中,路堤内部竖向应力分布随桩土差异沉降增加而变化,根据其变化规律,在竖直方向可主要分为自重应力区、荷载传递区和卸载区 3 部分^[18],如图 8 所示。在自重应力区,竖向应力分布与自重应力相同,大主应力方向向下,路堤沉降分布均匀。荷载传递区是土拱形成的主要区域,大部分上覆土压力从桩间土传递到桩顶上,从而实现应力转移。卸荷区位于桩土差异沉降区,该区域上覆土压力不再传递到桩顶上,而是由桩顶平面以下土体承担。

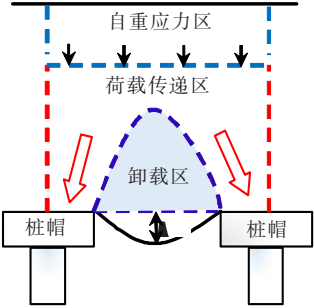


图 8 应力传递示意图

在桩土不均匀沉降发展过程中,路堤内土拱效应不断发挥,其应力逐渐发生重分布,导致路堤内竖向应力不再随土体深度线性增大。当桩土不均匀沉降达到 40 mm 时,路堤中土拱效应发挥完全,得到路堤内不同位置处竖向应力分布如图 9 所示。

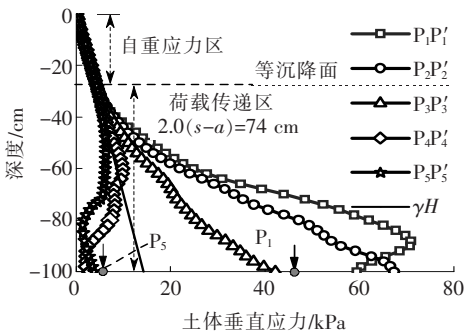


图 9 沿路堤高度垂直应力分布

从图9可看出:在等沉降面以上路堤竖向应力分布为自重应力;在等沉降面以下荷载传递区随着深度增加逐渐偏离自重应力,桩顶上方 $P_1P'_1$ 、 $P_2P'_2$ 、 $P_3P'_3$ 线上路堤中的竖向应力大于自重应力,而桩间土上方沿 $P_4P'_4$ 、 $P_5P'_5$ 线上主要区域处的竖向应力小于自重应力。从经过桩间土中心位置的 $P_5P'_5$ 线上竖向应力分布情况可看出,路堤内竖向应力分布存在两个转折点,在路堤浅部位置,竖向应力分布为重力场分布,随着深度增加,竖向应力逐渐小于自重应力,当深度超过第二个转折点时,竖向应力略有增大。从经过桩顶中心的 $P_1P'_1$ 线上路堤竖向应力分布情况可看出,最大竖向应力位于距离桩顶一定高度处,而并非在桩顶中心位置。

5 结论

为研究桩承式路堤土拱效应,通过开展物理模型试验和三维弹塑性有限元数值模拟,对桩土差异沉降条件下土拱形成过程及路堤内应力分布进行了研究,得到如下结论:

(1) 三维土拱试验结果表明:随着桩土差异沉降增大,桩顶中心位置的土压力先增大后减小,然后达到稳定值,桩间土中心位置的土压力不断减小直到达到稳定值,桩土应力比先增大后减小最后趋于稳定值,表明桩间土的应力逐渐朝桩顶转移。

(2) 弹塑性有限元数值模拟表明:随着桩土差异沉降的发展,土拱效应不断发挥,最终形成的土拱为拱形和双三角形土拱的组合形式。在路堤高度足够的情况下,路堤存在一个等沉降面,且其距桩顶的竖向高度和桩间距与桩宽之差相关。在等沉降面以上区域,路堤内竖向应力分布为自重应力,之下区域竖向应力逐渐偏离自重应力,桩顶上方的竖向应力增大而桩间土上方减小,体现出应力朝着桩顶位置转移。桩顶上方路堤最大竖向应力并非位于桩顶处,而是距离桩顶一定位置处。由于存在等沉降面,在进行桩承路堤设计时,可通过调整相关参数控制等沉降面来保证路堤表面平整性。

参考文献:

[1] 陈维家,张惠明. 软土桩承加筋路堤优化设计研究[J]. 中外公路,2020,40(4):16-20.

- [2] 陈仁朋,许峰,陈云敏,等. 软土地基上刚性桩一路堤共同作用分析[J]. 中国公路学报,2005,18(3):7-13.
- [3] 《中国公路学报》编辑部. 中国道路工程学术研究综述:2013[J]. 中国公路学报,2013,26(3):1-36.
- [4] 庄妍,崔晓艳,刘汉龙. 桩承式路堤中土拱效应产生机理研究[J]. 岩土工程学报,2013,35(S1):118-123.
- [5] 刘杰,吴昭云,路利民,等. 考虑三维土拱效应的桩间挡板土压力计算[J]. 中外公路,2020,40(5):17-21.
- [6] 陈昌富,米汪,赵湘龙. 考虑高路堤土拱效应层状地基中带帽刚性桩复合地基的承载特性[J]. 中国公路学报,2016,29(7):1-9.
- [7] 庄妍,王康宇,刘汉龙. 桩承式路堤中加筋体工作机理研究[J]. 岩土工程学报,2013,35(S1):294-299.
- [8] 芮瑞,万亿,陈成,等. 加筋对桩承式路堤变形模式与土拱效应影响试验[J]. 中国公路学报,2020,33(1):41-50.
- [9] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics [M]. New York: John Wiley and Son,1943: 66-75.
- [10] RUSSELL D, PIERPOINT N. An Assessment of Design Methods for Piled Embankments[J]. Ground Engineering,1997,30(11): 39-44.
- [11] 陈云敏,贾宁,陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报,2004,17(4):1-6.
- [12] 曹卫平,胡伟伟. 桩承式加筋路堤三维土拱效应试验研究[J]. 岩土力学,2014,35(2):351-358.
- [13] 孙雅珍,李凯翔,丁传超,等. 稳定碎石土底基层材料力学参数试验研究[J]. 中外公路,2018,38(1):248-253.
- [14] 卢博,陈群,陈秀强,等. 压实度对高液限黏土路堤稳定性的影响[J]. 中外公路,2018,38(1):21-25.
- [15] HAN J, GABR M A. Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platform over Soft Soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2002,128(1):44-53.
- [16] PHAM M T, BRIANÇON L, DIAS D, et al. Investigation of Load Transfer Mechanisms in Granular Platforms Reinforced by Geosynthetics above Cavities [J]. Geotextiles Geomembranes,2018,46(5):611-624.
- [17] ESKİŞAR T, OTANI J, HIRONAKA J. Visualization of Soil Arching on Reinforced Embankment with Rigid Pile Foundation Using X-Ray CT [J]. Geotextiles Geomembranes,2012,32:44-54.
- [18] LAI H J, ZHENG J J, ZHANG R J, et al. Classification and Characteristics of Soil Arching Structures in Pile-Supported Embankments [J]. Computers and Geotechnics,2018,98:153-171.